کاهش پراکندگی پاسخ لرزه ای سکو های ثابت فلزی دور از ساحل در برابر حرکات زمین حوزه نزدیک دارای پالس سرعت

محمد زرین[1*]، بهروز عسگریان[2]

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیر الدین طوسی، تهران، ایران
۲- دانشیار گروه زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیر الدین طوسی، تهران، ایران

چکیده

آنالیز نیاز لرزه ای احتمالاتی (PSDA) به عنوان ابزاری مناسب جهت تخمین میانگین فرکانس سالانه تجاوز از یک حد مشخص پارامتر پاسخ مهندسی (EDP) به کار گرفته می شود. در این مقاله، کارایی اندازه شدت (IM) اسکالر پیشرفته تغییر مکان طیفی غیر الاستیک (Sdi) که توسط Tothong و Cornell در دانشگاه استنفرد پیشنهاد شده است، در تحلیل PSDA با اندازه شدت اسکالر مرسوم شتاب طیفی الاستیک و متناظر آن تغییر مکان طیفی الاستیک (Sde) برای سازه سکوی ثابت فلزی نفتی مقایسه می شود. یک IM کارامد به عنوان IM ای تعریف می شود که منجر به پراکندگی کمتر در پاسخ سازه ای برای یک سطح IM مشخص شود. در این مقاله، مدل عددی یک سکوی دریایی با توجه به رفتار واقعی آن در نرم افزار OpenSees شبیه سازی شده است. سکوی دریایی نمونه با در نظر گرفتن کمانش اعضای مهاربندی و اثرات خستگی کم چرخه مدل سازی شده است. جهت در نظر گرفتن اندرکنش شمع-خاک-سازه، شمع های سکو با مدل سازی خاک اطراف آن بر پایه مدل معادل تیر بر پی غیر خطی وینکلر مدل سازی شده است. همچنین از قابلیت های خود نرم افزار OpenSees جهت محاسبه پاسخ لایه های خاک استفاده شده است. در تحقیق حاضر، آنالیز دینامیکی غیر خطی افزایشی (IDA) که یکی از نوین ترین روش ها در تعیین ظرفیت سازه می باشد انجام شده است و همچنین بحث مختصری راجع به کارایی Edp های گوناگون در نشان دادن مود های پاسخ مختلف سکو صورت پذیرفته است و نهایتا همان Edp معمول در مورد سازه های ساختمانی یعنی ماکزیمم دریفت بین طبقه ای برای سکوی نمونه فوق انتخاب شده است. سپس، نمودارهای IDA در غالب دو اندازه شدت اشاره شده در بالا برای مجموعه ۴۰ رکورده حوزه نزدیک دارای پالس سرعت رسم شده اند و پراکندگی نمودارهای IDA در محدوده ناپایدار دینامیکی کلی محاسبه شده اند. با توجه به پراکندگی کمتر محاسبه شده برای IM تغییر مکان طیفی غیر الاستیک، این اندازه شدت به عنوان کاراترین IM برای سکوی نمونه مورد نظر پیشنهاد شده است.

کلمات کلیدی: آنالیز نیاز لرزه ای احتمالاتی، آنالیز دینامیکی افزایشی، سکوی ثابت فلزی نفتی، اندازه شدت تغییر مکان طیفی غیر الاستیک، کارایی اندازه شدت.

Dispersion Reduction of Seismic Responses of Jacket Type Offshore Platforms Subjected To Pulse-Like Near-Fault Ground Motions

M. Zarrin[1*], B. Asgarian[2]

1- MSc in Marine Structures, Civil Engineering Faculty, K.N.Toosi University of Technology, Tehran, Iran.
2- Associate Professor, Civil Engineering Faculty, K.N.Toosi University of Technology, Tehran, Iran.

* نویسنده مسئول مقاله: mo_zarrin@yahoo.com

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]

Abstract

Probabilistic Seismic Demand Analysis (PSDA) is used as a valuable tool to compute the mean annual frequency of exceeding a particular structural response parameter. In this paper, the efficiency of advanced scalar ground motion intensity measures (IM), Inelastic Spectral Displacement (Sdi) which, was proposed by Thosong and Cornell in Stanford University, has been compared for PSDA of Jacket Type Offshore Platforms (JTOP) with conventional scalar intensity measure, Elastic Spectral Acceleration or correspondingly Elastic Spectral Displacement (Sde). An efficient Im is the one which, leads to lower dispersion in response parameter of structure in an arbitrary level of Im. In this paper, the numerical model of a Jacket Type Offshore Platform in accordance with its real behavior was simulated in OpenSees software. The case study platform has been modeled in OpenSees considering buckling and post buckling behavior of bracing members and material low cycle fatigue effects. In order to consider soil-pile-structure interaction effects, the near field soil was modeled using Beam on Nonlinear Winkler Foundation method. Furthermore, the geotechnical capabilities of OpenSees have been utilized to compute free field response of soil layers. In the current research, Incremental Dynamic Analysis (IDA), which is among one of the most recent and capable approaches in evaluating ultimate capacity of structures, has been performed and a brief discussion has been presented about the efficiency of different Edps in indicating various structural response modes of platform. As a consequence, the same Edp as simple building structures – maximum interstory drift angle – has been proposed for case study platform. Furthermore, the multiple Ida curves in terms of two aforementioned Intensity Measures for 40 pulse-like near fault ground motion records have been depicted and the dispersion of Ida curves in dynamic instability range have been computed for these two Ims. Based on lower computed dispersion for inelastic spectral displacement intensity measure, this Im has been chosen as the most efficient intensity measure for case study platform.

Key Words: Probabilistic Seismic Demand Analysis, Incremental Dynamic Analysis, Jacket Type Offshore Platforms, Inelastic Spectral Displacement Intensity Measure, Efficiency of Intensity Measure.

۱ - مقدمه

چنانچه در یک سازه، طراحی بر اساس ضوابط استاندارد انجام شود و هدف از ساخت سازه موجود مشخص باشد، با تطابق نیاز و ظرفیت به مناسب‌ترین و ایمن‌ترین طراحی می‌توان دست یافت. جهت رسیدن به این مسئله، مفهومی به نام طراحی بر اساس عملکرد لرزه‌ای[1] بنا گردیده است. هدف روش طراحی بر اساس عملکرد لرزه ای، تخمین عملکرد لرزه ای (ریسک لرزه ای) سازه در محل ساخت سازه می باشد. یک روند رسمی برای انجام طراحی بر اساس عملکرد لرزه ای توسط مرکز مطالعات مهندسی زلزله اقیانوس آرام (PEER) پیشنهاد شده است که شامل چهار گام کلی زیر می باشد [۱]،[۲]،[۳]: ۱- آنالیز خطر لرزه ای احتمالاتی (PSHA[2])؛ ۲- آنالیز نیاز لرزه ای احتمالاتی (PSDA[3])؛ ۳- تخمین خسارات فیزیکی با استفاده از آنالیز پاسخ سازه ای که در گام دوم صورت پذیرفته است؛ ۴- تخمین زیانهای ناشی از خسارات فیزیکی [۴]،[۵]. روند پیشنهاد شده توسط این مرکز این امکان را فراهم می کند که هریک از گام های اشاره شده در بالا به طور مستقل مورد مطالعه قرار گیرند و محاسبه شوند و سپس در انتها با هم ترکیب شوند. برای اینکه این کار امکان پذیر باشد، بایستی مسئله کلی طوری فرمول بندی شود که هر کدام از گام های تخمین به طور کارامدی مستقل باشند. سپس هر یک از این مراحل مستقل توسط متغیرهای میانی به هم پیوند داده می شوند. در چارچوب روش PEER دو متغیر میانی مهم عبارتند از:

- اندازه شدت (IM): میزان قدرت حرکت زمین ناشی از زلزله توسط متغیری به نام اندازه شدت که می تواند به عنوان نمونه ماکزیمم شتاب حرکت زمین باشد، تخمین زده می شود.
- پارامتر پاسخ مهندسی (EDP[4]): میزان اثر شدت زلزله بر روی سازه مورد بررسی از طریق پارامتری

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]

به نام پارامتر پاسخ مهندسی که برای مهندسان قابل تفسیر باشد، بیان می شود. این پارامتر معمولا نماینده پاسخ سازه می باشد. نمونه آن ماکزیمم دریفت بین طبقه ای می باشد.

جهت انجام آنالیز نیاز لرزه ای احتمالاتی(گام دوم چارچوب پیشنهادی) یکی از جدید ترین و در عین حال مفیدترین روش‌ها، روش تحلیل دینامیکی افزایشی [۶]،[۷] یا IDA[۵] است، که در آن از مفهوم دیرینه مقیاس کردن رکوردهای حرکت زمین و توسعه آن به روشی که بتوان به دقت کل محدوده رفتاری سازه از الاستیک تا ناپایداری کلی سازه را پوشش داد، استفاده می‌شود. در این روش، مدل سازه‌ای تحت یک یا چند رکورد حرکت زمین که با سطوح شدت متفاوت مقیاس شده‌اند قرار می‌گیرد. پس از انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، یک یا چند منحنی از پاسخ پارامتریک در مقابل سطوح شدت حاصل خواهد شد. در این منحنی‌ها کل محدوده رفتاری مدل تحت پوشش قرار می‌گیرد و در نهایت با تعریف حالات حدی و ترکیب نتایج با منحنی‌های تحلیل خطر احتمالی به ارزیابی سازه‌ها می‌توان پرداخت.

۲ - هدف مقاله

طراحی در برابر بار زلزله که یکی از بارهای اصلی وارده بر سکوهای دریایی می‌باشد، از اهمیت بالایی برخوردار است. عدم قطعیت‌های موجود در بارگذاری زلزله و مقاومت اعضای سازه‌ای از یک سو و از سوی دیگر نیاز به اطمینان از نحوه عملکرد سکو، اهمیت استفاده از روش‌هایی بر پایه آمار و احتمالات را آشکارتر نموده است. برای برآورده نمودن مقاصد فوق، آنالیز نیاز لرزه ای احتمالاتی به عنوان ابزاری مناسب جهت تخمین میانگین فرکانس سالانه تجاوز از یک حد مشخص پارامتر پاسخ مهندسی (EDP) می تواند به کار گرفته می شود. در این مقاله کارایی اندازه شدت اسکالر پیشرفته تغییر مکان طیفی غیر الاستیک[۶] (Sdi) که توسط Tothong و Cornell [۸] پیشنهاد شده است، در تحلیل PSDA با اندازه شدت اسکالر مرسوم شتاب طیفی الاستیک و متناظر آن تغییر مکان طیفی الاستیک (Sde) برای سازه سکوی ثابت فلزی نفتی مقایسه می شود. یکی از مزایای استفاده از IM ای که به درستی انتخاب شده است این است که تخمین دقیقتری از عملکرد لرزه ای، بدون احتیاج به انتخاب دقیق رکورد های حرکت زمین، برای تحلیل دینامیکی غیر خطی سازه به دست می آید (انتخاب رکورد با توجه به پارامتری های لرزه ای نظیر بزرگی زلزله، فاصله سایت از منبع زلزله و همچنین اپسیلون حرکت زمین). برای پاسخ های سازه ای که در آنها مود اول ارتعاشی حاکم می باشد، استفاده از IM پیشرفته جابه جایی طیفی غیر خطی می تواند در مقایسه با IM شتاب طیفی خطی (Sa) مفید باشد. ما نشان خواهیم داد که این موضوع برای رکوردهای حوزه نزدیک دارای پالس سرعت صحیح خواهد بود. حرکات زمین دارای پالس سرعت نمی تواند به صورت کافی با Sa مشخصاتش بیان شود.

در این مقاله، مدل عددی یک سکوی دریایی با توجه به رفتار واقعی آن در نرم افزار OpenSees [۹] شبیه سازی شده است. سکوی دریایی نمونه با در نظر گرفتن کمانش اعضای مهاربندی و اثرات خستگی کم چرخه مدل سازی شده است. جهت در نظر گرفتن اندرکنش شمع – خاک - سازه، شمع های سکو با مدل سازی خاک اطراف آن، بر پایه مدل معادل تیر بر پی غیر خطی وینکلر و با در نظر گرفتن مقاومت جانبی خاک، مقاومت اصطکاکی جداره شمع و مقاومت انتهایی شمع مدل سازی شده است. در تحقیق حاضر، از قابلیت های خود نرم افزار OpenSees جهت محاسبه پاسخ لایه های خاک استفاده شده است. در تحقیق حاضر، آنالیز دینامیکی غیر خطی افزایشی (IDA) که یکی از نوین ترین روش ها در تعیین ظرفیت سازه می باشد انجام شده است. همچنین، بحث مختصری راجع به کارایی Edp های گوناگون در نشان دادن مود های پاسخ مختلف سکو صورت پذیرفته است و نهایتا همان Edp معمول در مورد سازه های ساختمانی یعنی ماکزیمم دریفت بین طبقه ای برای سکوی نمونه فوق انتخاب شده است. سپس نمودار IDA در غالب دو اندازه شدت

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]

اشاره شده در بالا برای مجموعه ۴۰ رکورده حوزه نزدیک دارای پالس سرعت رسم شده است و پراکندگی نمودارهای IDA در محدوده ناپایدار دینامیکی کلی محاسبه شده است. با توجه به پراکندگی کمتر محاسبه شده برای IM تغییر مکان طیفی غیر الاستیک، این اندازه شدت کاراترین IM برای سکوی نمونه مورد نظر می باشد.

۳ - آنالیز نیاز لرزه ای احتمالاتی

تخمین احتمالاتی پاسخ سازه ای به عنوان تابعی از شدت حرکت زمین، یک گام اساسی در ارزیابی مهندسی زلزله بر اساس عملکرد می باشد [۳]،[۱۰]. هدف از این گام اساسی، تخمین توزیع احتمال پارامتر پاسخ سازه ای به عنوان تابعی از شدت حرکت زمین در زلزله می باشد. روش های متعددی برای بدست آوردن این تخمین موجود می باشد که به طور مفصل در (Cornell و Jalayer [۱۱] در سال ۲۰۰۳ فصل ۴و ۵) بحث شده است. تخمین EDP|IM می تواند با یک نمودار خطر حرکت زمین ترکیب شود تا نرخ سالانه میانگین تجاوز از یک سطح مشخص EDP ($\lambda_{EDP}(y)$) با استفاده از رابطه زیر محاسبه شود:

$$\lambda_{EDP}(y) = \int_{IM} G_{EDP|IM}(y \mid im) \left| \frac{d\lambda_{IM}(im)}{dim} \right| dim \quad (۱)$$

که $G_{EDP|IM}(y \mid im)$ تابع توزیع تجمعی متمم[۷] EDP در یک سطح مشخص IM (احتمال تجمعی اینکه $y < EDP$ در جایی که $IM = im$) می باشد که به وسیله روش تخمینی در مرجع [۱۱] بدست می آید. پارامتر $\lambda_{IM}(im)$ نرخ سالانه میانگین تجاوز IM از یک سطح مشخص im که از یک آنالیز خطر لرزه ای احتمالاتی بدست می آید، می باشد که این روش به خوبی در منابع دیگر شرح داده شده است ([۱۲] و [۱۳]).

۴ - کارایی اندازه شدت[۸]

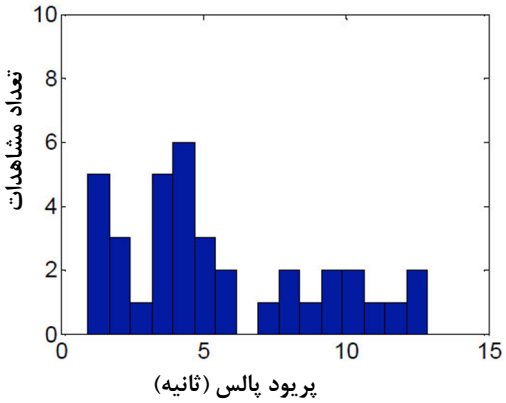
یک IM کارامد به عنوان IM ای تعریف می شود که منجر به تغییرات کوچکتر (پراکندگی کمتر) در پاسخ سازه ای ($\sigma_{LnEDP|IM}$) برای یک سطح IM مشخص شود. یک $\sigma_{LnEDP|IM}$ کوچکتر (یا به طور مشابه $\sigma_{LnIM^{Cap}}$ یعنی پراکندگی Im در محدوده ظرفیت سازه) به این علت مطلوبست که خطای استاندارد (e) میانگین نمونه LnEDP در یک سطح مشخص IM ($e = \sigma_{LnEDP}/\sqrt{n}$ که n تعداد رکوردهای نمونه می باشد [۱۴]) با σ_{LnEDP} متناسب است و همچنین میانگین نمونه ای $\ln EDP \mid IM$، اولین درجه اطلاعات است که برای بدست آوردن اولین تابع زیر انتگرال در انتگرال تحلیل PSDA (معادله (۱)) استفاده می شود. از آنجا که خطای استاندارد به طور معکوس با $\sqrt{n}$ متناسب است، کاهش در $\sigma_{LnEDP|IM}$ تعداد رکوردهایی را که برای رسیدن به یک تخمین دقیق میانگین $\ln EDP \mid IM$ احتیاج است را کاهش می دهد. به عنوان مثال کاهش ۵۰ ٪ در مقدار $\sigma_{LnIM^{Cap}}$ به این معنی است که تعداد رکوردهای مورد نیاز برای رسیدن به دقت مشابه در تخمین میانگین $\ln EDP \mid IM$ می تواند تا ۴ برابر کاهش یابد.

۵ - رکوردهای انتخاب شده جهت انجام آنالیز

جهت انجام آنالیز دینامیکی افزایشی، ابتدا بایستی تعدادی رکورد زلزله انتخاب شوند. در اینجا، مجموعه ای از ۴۰ رکورد حرکت زمین سه مولفه ای (در سه جهت) بدون مقیاس که هر یک دارای پالس های سرعت شدید با پریودهای متغیر در جهت مولفه ی ضربه ای نرمال[۹] هستند، به عنوان تحریک زلزله استفاده شده است [۱۵]. این پالس های سرعت انتظار می رود که در برخی حرکات زمین در نزدیکی گسیختگی های گسلی ناشی از اثرات Directivity رخ دهند. هیچ تلاشی در این دسته برای تطابق دادن با طیف پاسخ هدف صورت نگرفته است. حرکات ۴۰ گانه زمین به گونه ای انتخاب شده اند که پریودهای پالس در آنها متغیر باشد، زیرا نسبت پریود پالس به پریود نوسان هر سازه به عنوان فاکتور مهم تاثیر گذار پاسخ سازه ای مطرح است. هیستوگرام پریودهای پالس موجود در این دسته در شکل ۱ مشاهده می-

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]

شود. دوره های پالس از ۱ ثانیه تا ۱۲/۹ ثانیه با میانگین ۵/۵ ثانیه متغیر است.



شکل ۱- هیستوگرام پریودهای پالس مجموعه رکورد

سرعت نرمال ضربه ای زمین از ۳۰ تا ۱۸۵ سانتیمتر بر ثانیه با میانگین ۸۵ سانتیمتر بر ثانیه متغیر است. فواصل گسیختگی از گسل در این مجموعه رکورد همگی غیر از یک مورد در فاصله کمتر از ۱۱ کیلومتری از گسیختگی گسل مشاهده شده اند و میانگین آنها ۵ کیلومتر می باشد. حرکات منتخب زمین در این مجموعه از زمین لرزه های دارای مکانیسم های گسیختگی متفاوتی تشکیل شده اند. همانطور که از مشخصات اشاره شده در بالا می توان استنباط نمود هدف از انتخاب این مجموعه رکورد این بوده است که در آنالیزهای لرزه ای انواع مختلف سازه ها با شرایط ژئوتکنیکی مختلف سایت محل استقرار آنها که ممکن است در مناطق لرزه خیز واقع شده اند، بتوان از این مجموعه رکورد استفاده کرد [۱۵]. بنابراین این مجموعه رکورد حرکت زمین می تواند انتخاب مناسبی جهت انجام آنالیزها در این مقاله باشد. جهت دستیابی به اطلاعات بیشتر راجع به این مجموعه رکورد و همچنین آگاهی از برتری های آن نسبت به مجموعه رکورد های مشابه به مرجع [۱۵] رجوع شود.

۶ - معرفی سکوی نمونه مورد مطالعه

سکوی انتخاب شده سکوی HE4 می باشد که در سال ۲۰۱۰ طراحی و سپس در محل نصب شده است. محل قرار گیری این سکو در آب های خلیج فارس در نزدیکی تنگه هرمز می باشد. عمق آب در مرکز محل نصب سکو ۷۴/۶ متر می باشد. این سکو بر اساس توصیه های ارائه شده در آئین نامه API RP 2A-WSD [۱۶] طراحی و آنالیز شده است. مهاربندهای به کار رفته در سکوی HE4 از نوع مهاربند های هفت و هشت شکل می باشد که در محل اتصال آنها با طبقات تشکیل شکل X می دهند. این سکو دارای ۴ طبقه مهاربندی شده می‌باشد و همچنین دارای ۴ پایه می باشد که در یک جهت بدون شیب و در جهت دیگر دارای شیب ۱ به ۱۰ می باشد. علت اینکه در یک جهت پایه های سکو بدون شیب می باشند، استفاده از سکوی حفاری جک آپ می باشد. پلان جکت به شکل مربع بوده و در تراز P.W ابعاد آن ۲۳*۲۳ متر می باشد و برای شیب های فوق گسترش می‌یابد بطوریکه در تراز Mudline پلان جکت به ابعاد ۲۳ * ۳۱/۵۳ متر مربع می رسد.

جدول ۱ - وزن های در نظر گرفته شده در آنالیز دینامیکی

نوع	وزن(KN)		
	در جهت X	در جهت Y	در جهتZ
المانهای صفحه ای	۱۸۹۸	۱۸۹۸	۱۸۹۸
جرم افزوده المانهای صفحه ای	۱۶/۷	۱۶/۷	۱۶/۷
المانهای عضوی	۳۴۰۷۷	۳۴۰۷۷	۳۴۰۷۷
جرم افزوده در جهت قائم المانهای عضوی	۱۷۴۹۳	۱۵۳۹۳	۶۰۳۹
جرم آب محبوس شده در المانهای پرشده از آب	۴۹۱۶	۴۹۱۶	۴۹۱۶
ترکیب بارهای تبدیل شده به وزن	۵۸۰۴	۵۸۰۴	۵۸۰۴
وزن های تعیین شده توسط کاربر در Dynpac	۱۹۱۳	۱۹۹۴	۱۸۱۹

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]

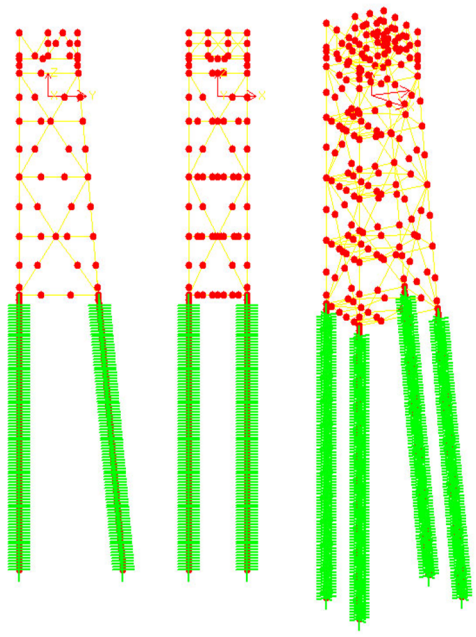
جدول ۲ - پارامترهای طراحی خاک برای آنالیز دینامیکی

لایه	نوع خاک	عمق		وزن حجمی	مقاومت برشی KPa		j	ε_{50}
		از	تا	KN/m^3	از	تا		
۱	ماسه	۰	۲/۵	۹	-	-	-	-
۲	ماسه	۲/۵	۵/۸۵	۸/۳	-	-	-	-
۳	رسی	۵/۸۵	۸/۱۵	۸/۶	۳۵	۴۵	۰/۲۵	۰/۰۰۱
۴	رسی	۸/۱۵	۱۹/۵	۸/۸	۴۵	۶۳	-	۰/۰۰۷
۵	رسی	۱۹/۵	۲۴/۱۵	۹	۶۰	۶۲	-	۰/۰۰۷
۶	رسی	۲۴/۱۵	۴۶/۳	۸/۵	۶۲	۱۱۰	-	۰/۰۰۷
۷	ماسه	۴۶/۳	۴۹/۳	۹/۷	-	-	-	-
۸	رسی	۴۹/۳	۵۹/۱	۹/۵	۱۱۰	۱۶۰	-	۰/۰۰۵
۹الف	رسی	۵۹/۱	۷۲	۹/۳	۱۶۰	۱۶۰	-	۰/۰۰۵
۹ب	رسی	۷۲	۸۷	۱۰/۱	۱۶۰	۱۹۰	-	۰/۰۰۵
۹ج	رسی	۸۷	۱۰۰/۹	۹/۵	۱۹۰	۲۱۰	-	۰/۰۰۵

قطر شمع ها ۱/۳۲ متر و ضخامت آنها ۵/۵ سانتی متر در نظر گرفته شده است و عمق نفوذ شمع ها ۹۵ متر می باشد. وزن عرشه سکو که شامل اعضای عرشه، تجهیزات مکانیکی، عکس العمل پل بر روی عرشه، وزن جرثقیل در حال کار، بار لوله‌ها و بار زنده می‌باشد در مجموع برابر ۱۶۰۰ تن می‌باشد اما با توجه به اینکه تنها درصدی از بار زنده در آنالیز دینامیکی زلزله مشارکت می کند وزن عرشه در نهایت معادل ۱۲۸۰ تن در نظر گرفته شده است. این وزن در نقاط عرشه به صورت بار متمرکز اعمال شده است. وزن جکت با در نظر گرفتن وزن آب اضافی، وزن روئیدنی‌های دریایی، آب داخل اعضا و وزن خود اعضای جکت برابر ۴۹۸۵ تن می‌باشد که در ترازهای مختلف سکو در گره‌ها به طور جرم متمرکز در نظر گرفته شده است. در جدول ۱ گزارشی از وزن های اجزای مختلف سکو را نشان داده شده است. این وزن ها حاحلضرب جرم در شتاب گرانشی زمین می باشند.

برای انجام آنالیز دینامیکی و تعیین شکل مودهای ارتعاشی لازم است که جرم دینامیکی سازه تعریف شود. برای تعیین جرم دینامیکی سازه در جهت طولی، عرضی و قائم، جرم المان‌ها و سایر اجزا با در نظر گرفتن کلیه جرم هایی که در بالا گفته شد به صورت متمرکز در نقاط ابتدا و انتهای المان‌ها در نظر گرفته می‌شوند. بر اساس آزمایشات ژئوتکنیک انجام شده در خاک محل نصب سکو و گمانه‌های حفر شده، لایه بندی خاک محل به صورت جدول ۲ تعیین شده است. بر اساس مشخصات طراحی لایه‌ها، می‌توان پارامتر های مورد نیاز برای تعریف المان‌های p-y، t-z و q-z را که در ادامه شرح داده خواهد شد، برای تمامی لایه‌های یک متری مشخص کرد.

نمای مدل ساخته شده در نرم‌افزار OpenSees در شکل ۲ آورده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود



شکل ۲ - مدل سکوی ساخته شده هنگام HE4 در نرم افزار OpenSees

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]

قاب‌های سکو دارای پایه‌های شیب‌دار و صاف می‌باشند که این موضوع را تداعی می‌کند که سکو نامتقارن بوده و در دو جهت x و y دارای سختیهای متفاوت می‌باشد. آنالیزها در جهت متقارن سکو انجام پذیرفته است تا از وقوع پیچش های اتفاقی در زمان بارگذاری زلزله جلوگیری شود.

برای اطمینان از نحوه مدل سازی و رفتار صحیح سازه پریود های محاسبه شده در نرم افزار OpenSees با پریودهای محاسبه شده توسط نرم افزار SACs 5.2 مقایسه شده است. پریود ارتعاشی مود اول سازه مدل شده توسط نرم‌افزار SACS، برابر ۱/۹۱ ثانیه می‌باشد که تطابق قابل قبولی با پریود مود اول سازه مدل شده در نرم‌افزار OpenSees که برابر ۱/۸۷ است، دارد.

۷ - خصوصیات مدل سازی عددی

در این مقاله جهت مدل‌سازی المان‌های شمع و جکت از نوع المان‌های تیر - ستون غیرخطی با پلاستیسیته گسترده استفاده شده است که تحلیل آنها بر اساس روش نیرو با تکرار و یا بدون تکرار انجام می شود. المانهای تیر - ستون غیرخطی نرم افزار OpenSees جزء کارامد ترین المانها در نوع خود می باشند که توسط De Souza [۱۷] فرمولبندی شده است. در اینجا برای المان‌های جکت و شمع از مقاطع الیافی استفاده شده است. شکل کلی یک مقطع الیافی از اجزای کوچکی که به شکل های ساده و منظم (دایره، مربع و مستطیل) هستند، ساخته می‌شوند. امکان تعریف مقطع با استفاده از اجزای کوچکتر انعطاف‌پذیری مناسبی را برای تعریف مقاطع متشکل از چند نوع مصالح به وجود می‌آورد. شرایط مرزی در دو انتهای الیاف تعریف می‌شود. مشخصات هندسی که برای هر کدام از الیاف در نظر گرفته می‌شود، محل الیاف در دستگاه مختصات محلی، y، z و مساحت الیاف می‌باشند. رابطه پیوستگی مقطع به صورت مجزا بیان نمی‌شود، بلکه با توجه به رابطه تنش-کرنش مصالح استفاده شده محاسبه می‌گردد. مصالحی که به الیاف اختصاص داده می‌شود از نوع تک محوری می‌باشد و فرض تیر برنولی برای الیاف صادق می‌باشد.

نمونه‌ای از مقاطع متشکل از چند نوع مصالح، مقطع پایه جکت می‌باشد که از درون آنها شمع عبور می‌کند و در برخی از موارد فاصله مابین پایه و شمع با دوغاب سیمان پر می‌شود. تعریف مقطع با استفاده از الیاف بهترین گزینه برای مدل سازی پایه جکت می باشد. در تحقیق حاضر، مشخصات تنش-کرنش اختصاص داده شده به اجزای فولادی، مدل Menegotto-Pinto [۱۸] می باشد که یکی از مزیت های اصلی این ماده این است که انتقال از ناحیه خطی به ناحیه غیر خطی به صورت تدریجی می باشد. همچنین رفتار چرخه ای این ماده تطابق بسیار مناسبی با آزمایش های واقعی دارد. محل الیاف در مقاطع با استفاده از مختصات محلی آنها تعیین می‌شود و سپس در حل کلی سازه به مختصات کلی تبدیل می‌شود. برای تبدیل مختصات محلی به مختصات کلی از روشی موسوم به روش تبدیل Corotational [۱۷] استفاده شده است. دراین روش دستگاه مختصات محلی در هر مرحله با توجه به تغییرمکان و شیب ناشی از بار وارده به المان تغییر می یابد و به روز می شود. این روش قادر است که اثر تغییرشکل‌های بزرگ مانند پدیده کمانش را در نظر بگیرد.

لازم به ذکر است که المان‌های موجود در OpenSees قادر به مدل کردن پدیده کمانش نمی‌باشند و در واقع تنها خرابی که در اعضا اتفاق می‌افتد، خرابی مقاومتی می‌باشد. برای اینکه بتوانیم پدیده کمانش اعضای مهاربندی جکت را مدل کنیم، ناچار به استفاده از ترفندهایی می‌باشیم. یکی از این ترفندها که در مدل‌سازی‌های کامپیوتری متعارف است، استفاده از نقص اولیه در المان‌ها می‌باشد. روند کار به این صورت است که در وسط اعضای بادبندی گره‌ای تعریف کرده و سپس این گره را به اندازه ۱/۱۰۰۰ طول المان جابجا می‌کنیم. با استفاده از این ترفند و استفاده از روش تبدیل مختصات Corotational می‌توانیم پدیده کمانش اعضا را مدل کنیم. نحوه مدل سازی رفتار چرخه ای اعضای فولادی دایره ای شکل در سکوهای ثابت فلزی توسط المان های تیر-ستون غیرخطی با پلاستیسیته گسترده بر

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]

پایه نیرو و با مقاطع الیافی در تحقیقات گذشته مولف دوم [۱۹]،[۲۰]،[۲۱] به طور کامل با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است.

نتایج تحلیل IDA معمولا نشان می دهد که قاب های مهار شده توانائی جابجائی های بسیار عظیم را دارا هستند. اگر خستگی کم چرخه و کمانش اجزاء (تیرها و ستونها) در مدل ها شامل شده باشند، احتمال دارد که سازه ها نتوانند تحت بارگذاری چرخه ای آن تغییر شکل های بزرگ را تحمل کنند. در Fema/Sac روش هایی جهت تعین حالات حدی پیشنهاد شده است ولی با توجه به اینکه این روش ها اختیاری و برای سازه های مشخص پیشنهاد شده اند و همچنین تغییرات اندک در آنها منجر به نتایج بسیار متفاوت می شوند؛ در نتیجه بایستی در مدل سازی شرایطی فراهم شود که نتایج تحلیل منطبق با واقعیت باشد و ظرفیت سازه را بیش از آنچه در واقعیت می تواند توسط سازه تحمل شود، براورد نکند. بدین جهت در این مقاله علاوه بر استفاده از تکنیک های اشاره شده در قسمت های قبل جهت مدل سازی کمانش مهاربندها، اثرات خستگی کم چرخه مصالح نیز در نظر گرفته شده است. در مصالح با قابلیت در نظر گیری خستگی کم چرخه [۲۲] در نرم افزار OpenSees، پایان عمر خستگی مصالح باعث به صفر رسیدن ظرفیت باربری مصالح و نهایتا شکست آنها می شود که این عامل شرایطی را فراهم می کند که فروریزش کلی سازه به صورت دقیق تری پیش بینی شود. در غیاب داده های آزمایشگاهی برای مقاطع دایره ای شکل، با توجه به شباهت آنها به مقطع قوطی شکل و شرایط تکیه گاهی یکسان با تست گزارش شده در مرجع [۲۲]، در مهاربندها از .ε –کرنش شکست متناظر با یک سیکل- برابر ۰/۰۹۵ (.ε در مقطع قوطی شکل در تیر دو سر مفصل آزمایش شده در پایان نامه Uriz [۲۲]) استفاده شده است. برای اعضای پایه و شمع در جهت اطمینان عدد ۰/۱۲ استفاده شده است. لازم به ذکر است که در اینجا هدف از استفاده از مصالح Fatigue دستیابی به تخمینی دقیق تر از ناپایداری دینامیکی و پرهیز از تخمین دست بالای ظرفیت سازه است.

در تحقیق حاضر، جهت مدل سازی اندرکنش شمع – خاک - سازه از مدل تیر بر بستر غیرخطی وینکلر استفاده شده است که به آن مدل معادل p-y نیز گفته می‌شود. از این مدل به دلیل سادگی آن به طور معمول استفاده می‌شود. در این مدل یک سری فنرهای غیرخطی در امتداد طول شمع جایگزین خاک می‌شوند. منحنی‌های نیرو-تغییرمکان این فنرها به صورت غیر مستقیم توسط آزمایش بر روی خاک‌های مختلف بدست آمده است که برای مدل‌سازی این فنرها به کار گرفته می‌شوند. نرم افزار OpenSees قابلیت‌های مناسبی برای مدل کردن اندرکنش شمع و خاک دارد. در این نرم افزار المانی به نام Pysimple1 تعبیه شده است که به خوبی می‌تواند نیروی جانبی که خاک به شمع وارد می‌کند را نشان دهد. این المان بر اساس تئوری تیر بر روی فونداسیون غیرخطی وینکلر توسط Boulanger در دانشگاه Davis کالیفرنیا فرمول بندی شده است [۲۳].

در این مقاله بجای استفاده از نرم افزارهای جداگانه، از المانها و مصالح موجود در خود نرم افزار OpenSees جهت محاسبه پاسخ لایه‌های خاک به ارتعاشات سنگ بستر استفاده شده است. مدل مورد استفاده در آنالیز پاسخ آزاد خاک[۱۰] یک مدل المان محدود است که در آن لایه‌های خاک توسط المان FourNodeQuadUP و در دو حالت مواد وابسته به فشار[۱۱] و مواد مستقل از فشار[۱۲] [۹] با دارای سطوح تسلیم چند وجهی مدل می‌شوند. این مواد می‌توانند در المان‌های دو بعدی و سه بعدی به کار روند. در اینجا خصوصیات خاک در لایه‌های مختلف از جمله ارتفاع هر لایه، دانسیته هر لایه، سرعت موج برشی، ارتفاع آب زیر زمینی، نوع سنگ بستر و رکورد اعمال شده به سنگ بستر به مدل اختصاص داده می‌شود و با توجه به مدل‌های غیرخطی رکورد های محاسبه شده در هر لایه بدست می‌آیند. سپس این رکورد ها به صورت تاریخچه تغییرمکان به گره های گیردار واقع در طول شمع وارد می‌شوند. لذا، برای

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]

آنالیز دینامیکی مدل شمع – خاک - سازه در این نرم افزار تعداد زیادی رکورد زلزله همزمان در اعماق مختلف خاک به مدل وارد می‌گردد. نحوه بدست آوردن پاسخ لایه های خاک توسط مدل اجزا محدود بر پایه المانهای خاک نرم افزار OpenSees و همچنین نحوه مدل سازی اندرکنش شمع – خاک - سازه توسط این نرم افزار در کارهای دیگر مولفان این مقاله [۲۴]،[۲۵]،[۲۶] با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است.

۸ - اندازه شدت الاستیک Sde

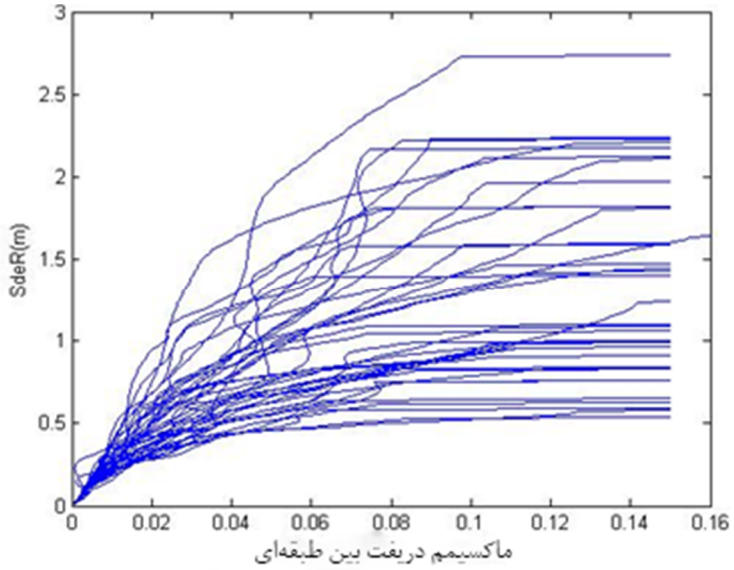
اولین IM ای که به طور متداول توسط محققین مختلف استفاده می شود Sa می باشد که برابر شتاب طیفی متناظر با مود اول سازه با در نظرگیری استهلاک ۵٪ می‌باشد که آنرا با $S_a(T_1,5\%)$ نمایش می‌دهند. در اینجا جهت مقایسه با IM غیر خطی Sdi به جای Sa از جابه جایی طیفی متناظر با مود اول سازه با در نظرگیری استهلاک ۵٪ یعنی Sde(T1,5%) استفاده می شود. در شکل ۳ نمودار چند رکورده IDA برای مجموعه ۴۰ رکورده منتخب در این پایان نامه رسم شده است.

در اینجا Edp در نظر گرفته شده دریفت بین طبقه ای می باشد که این دریفت در قسمت شمع در غالب طول واحد شمع در نظر گرفته شده است. برای هر سازه با توجه به کاربری و نوع رفتار آن باید EDP مناسب را انتخاب نمود که این خود بحث بسیار مفصلی است که خارج از اهداف این مقاله می باشد. سکو یک سازه دو محیطه می‌باشد، که محیط آب و محیط خاک (شمع درون خاک)، رفتار و پاسخ سکو را تعیین می‌نمایند. علاوه بر اینکه اعضای جکت می‌توانند آسیب ببینند، شمع درون خاک نیز می‌تواند آسیب ببیند. پس یک انتخاب مناسب این است که تغییرمکان شمع (برای کنترل تسلیم شمع) و تغییرمکان نسبی طبقه‌ای (برای کنترل کمانش مهاربندها) مورد بررسی قرار گیرد. Vamvatsikos و Cornell [۷] عنوان کرده اند که در چنین مواردی هر دو EDP را باید به طور جداگانه مورد بررسی قرار داد. عسگریان و همکاران در [۲۷] پیشنهاد کردند که بیشینه تغییرمکان نسبی از تراز کف دریا تا زیر عرشه می تواند خرابی در هر دو ناحیه کلی سکو را بیان کند. اما کارایی این Edp بستگی بسیار زیادی به مود پاسخ و خرابی سکو دارد. با توجه به اینکه پاسخ سازه مورد مطالعه در این مقاله از نوع برشی می باشد که در حین پاسخ، جکت بدون چرخش باقی می ماند و سر شمع تغییر مکان های برشی بسیار زیاد را تجربه می کند این Edp کارایی خود را از دست می دهد و باید Edp را انتخاب کرد که اثر تغییر مکان ها و خرابی شمع را در نظر بگیرد. بدین جهت Edp دریفت بین طبقه ای در واحد طول شمع توسط این مقاله پیشنهاد شده است. در [۲۶] بحث مفصل راجع به نحوه انتخاب این Edp ارائه شده است.

۹ - اندازه شدت پیشرفته تغییر مکان طیفی غیر الاستیک Sdi

برای محاسبه تغییر مکان طیفی غیر الاستیک، Sdi، مدل هیستریک یک درجه آزادی (SDOF) استفاده شده در این مقاله دو خطی با یک نسبت سخت شوندگی بعد از تسلیم به سختی اولیه ۵٪ است و همچنین نسبت میرایی آن ۵٪ می باشد. از این مدل هیستریک دو خطی به این دلیل استفاده شده است که منحنی های خطر حرکت زمین مخصوص هر سایت در غالب Sdi برای این مدل هیستریک -که برای تحلیل PSDA احتیاج می باشند- قابل محاسبه می باشند [۸]. نمای شماتیک نمودار نیرو – تغییر مکان سازه یک درجه آزادی دو خطی استفاده شده در این تحقیق در شکل ۴ نشان داده شده است. برای اینکه کارایی Sdi را در محدوده رفتار الاستیک خطی حفظ کنیم، ما پارامتر پریود این نوسانگر را برابر پریود مود اول ارتعاشی سازه (T_1) در نظر می گیریم. برای اینکه پاسخ سازه ای را به ناپایداری دینامیکی

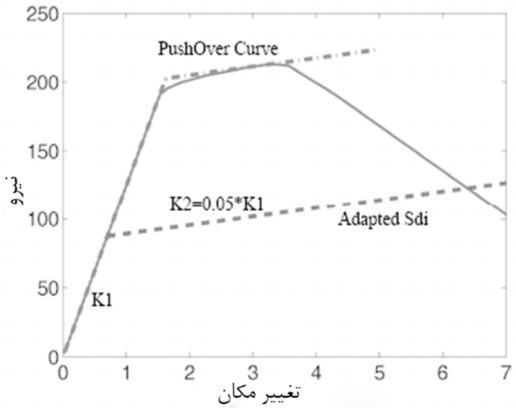
[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]



شکل ۳ - نمودار چند رکورده IDA برای مجموعه ٤٠ رکورده منتخب در این مقاله

کلی مرتبط کنیم، تغییر مکان متناظر با نقطه تسلیم را از کاهش پراکندگی مقادیر IM که در آن سازه ظرفیت خود برای مقابله با ناپایداری دینامیکی کلی را از دست می دهد، بدست می آوریم ($\sigma_{LnIM^{Cap}}$) که این کار از طریق انجام آنالیز دینامیکی افزایشی با استفاده از مجموعه ۴۰ رکوردی در نظر گرفته شده، صورت می پذیرد.

روش کار به این صورت است که ابتدا آنالیز دینامیکی افزایشی برای مجموعه ۴۰ رکوردی انجام می شود و سپس رکورد (تاریخچه زمانی) متناظر با گام آخر (گامی که منجر به ناپایداری دینامیکی کلی می شود)

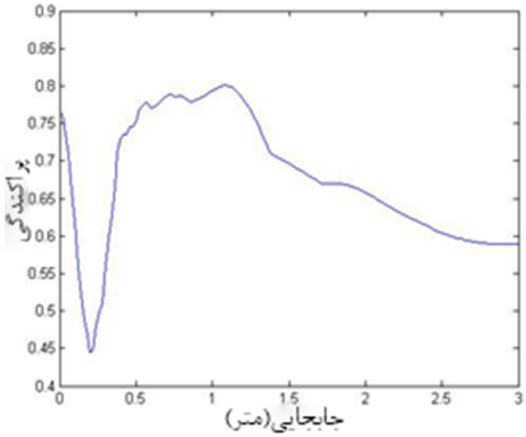


شکل ٤ - نمای شماتیک نمودار نیرو – تغییر مکان سازه یک درجه آزادی دو خطی (Sdi) ([۸]).

هر آنالیز IDA انتخاب می شود و این مجموعه ۴۰ تایی تاریخچه زمانی به سازه یک درجه آزادی با تغییر مکان متناظر با نقطه تسلیم dy متفاوت وارد می شوند و dy ای که منجر به کمترین پراکندگی می شود به عنوان dy انتخابی اندازه شدت غیر الاستیک انتخاب می شود. در شکل ۵ نمودار پراکندگی IM در مقابل dy های مختلف را مشاهده می کنید.

با توجه به شکل ۵ مقدار dy ای که $\sigma_{LnIM^{Cap}}$ را کمترین می کند (dy بهینه) تقریبا برابر نصف dy تخمین زده شده از آنالیز استاتیکی افزایشی که برابر ۰/۵ می باشد، بدست می آید (شکل ۴) که این نشانگر آن است که مقاومت در نقطه واژگونی یا کمی قبل از آن کمتر از مقاومت اولیه متناظر با نقطه تسلیم سازه چند درجه آزادی واقعی سکوی فلزی می باشد. این یافته با یافته آقای Tothong [۸] در مورد قاب های فلزی ممان گیر سازگار است. لازم به یادآوری است که مقدار dy های بیشتر از ۲/۷ متر عملا تغییری در پراکندگی پاسخ نوسانگر در برابر این مجموعه ۴۰ عددی تاریخچه زمانی حرکات زمین (در گام متناظر با نقطه تسلیم) بوجود نمی آورند و این مؤید این نکته است که در صورتی که dy بیشتر از ۲/۷ متر باشد هیچکدام از حرکات زمین شدت لازم برای اینکه پاسخ

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]



شکل ۵ - پراکندگی متناظر با تغییر مکان متناظر با نقطه تسلیم dy

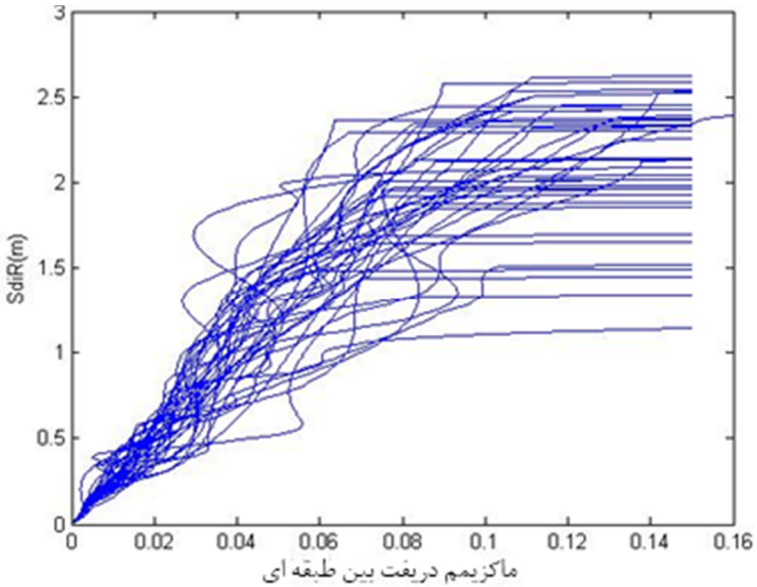
سازه یک درجه آزادی را وارد محدوده غیر خطی بکنند را ندارند. این به معنی آن است که در صورتی که dy بیشتر از ۲/۷ متر در نظر گرفته شود نتایج تحلیل توسط اندازه شدت دو خطی Sdi برابر نتایج تحلیل اندازه شدت خطی Sde می باشد.

Dy بهینه بدست آمده از این روش برابر ۰/۲۲ متر است که منجر به کاهش پراکندگی $\sigma_{LnIM^{Cap}}$ برابر ۲۵ درصد نسبت به IM الاستیک می شود. همانطور که در بالا اشاره شد از آنجا که خطای استاندارد به طور معکوس با $\sqrt{n}$ متناسب است، کاهش در $\sigma_{LnEDP|IM}$ تعداد رکوردهایی را که برای رسیدن به یک تخمین دقیق میانگین $\ln EDP|IM$ احتیاج است را کاهش می دهد. برای سازه های با پریود مود اول حاکم، استفاده از Sdi به عنوان IM به طور اساسی مقدار $\sigma_{LnEDP|IM}$ و $\sigma_{LnIM^{Cap}}$ را کاهش می دهد. شکل ۵ نشان می دهد که وقتی از Sdi به جای Sde استفاده می شود در مقدار $\sigma_{LnIM^{Cap}}$، ۲۵ ٪ کاهش ایجاد می شود (تغییر از مقدار ۰/۶ در حالت خطی به ۰/۴۴ در حالت dy برابر ۰/۲۲) و این یعنی تعداد رکوردهای مورد نیاز برای رسیدن به دقت مشابه در تخمین میانگین $\ln EDP|IM$ می تواند تا ۲ برابر کاهش یابد. در شکل ۶ نمودار چند رکورده IDA در غالب Sdi برای مجموعه ۴۰ رکورده منتخب در این تحقیق رسم شده است. از مقایسه اشکال ۳ و ۶ می توان نتیجه گرفت که استفاده از Sdi به جای Sde در تمام محدوده های پاسخ سازه منجر به کاهش پراکندگی Im یا به عبارت دیگر جمع تر شدن نمودارهای Ida می شود.

۱۰ - بحثی راجع به اعتبار نتایج آنالیز دینامیکی افزایشی

امروزه روش آنالیز دینامیکی افزایشی به عنوان روشی شناخته شده و سودمند جهت شناخت و تخمین رفتار لرزه ای سازه های مختلف مهندسی محسوب می شود. کاربرد ها و اهداف این آنالیز عبارتند از [۷]: بدست آوردن درکی عمیق از محدوده های مختلف رفتار سازه ای در مقابل سطوح مختلف بلقوه یک رکورد حرکت زمین، شناخت بهتر از نحوه پاسخ سازه به سطوح نادر و بسیار قدرتمند حرکات زمین، شناخت بهتر از نحوه تغییرات طبیعت پاسخ سازه ای در مقابل افزایش سطوح شدت حرکات زمین، تخمین ظرفیت نهایی یا حالات حدی سازه مورد بررسی، درک بهتر از پاسخ سازه ای در مقابل رکورد های مختلف حرکت زمین با استفاده از آنالیز دینامیکی افزایش چند رکورده و نهایتا استفاده از این روش در مباحث مربوط به مهندسی زلزله بر اساس عملکرد از جمله آنالیز نیاز لرزه ای احتمالاتی. همانطور که در بخش مقدمه اشاره شد در این روش از مفهوم دیرینه مقیاس کردن رکورد های حرکت زمین استفاده شده است. به طور یقین مطلوبتر آن است که از رکورد های واقعی ثبت شده با سطوح مختلف اندازه شدت جهت انجام آنالیز های لرزه ای استفاده شود. اما محدودیت های موجود در کتابخانه داده های حرکت زمین موجود، مهندسان و محققان را وادار به استفاده از مقیاس کردن رکوردهای موجود جهت بدست آوردن رکوردهای سازگار با سطوح شدت هدف مورد نظر می کند. در صورت استفاده از این رکوردهای مقیاس شده همیشه نگرانی ای در مورد نتایج بدست آمده از تحلیل های صورت پذیرفته با این رکوردهای مقیاس شده وجود دارد. به این مساله می توان هم از جنبه لرزه شناسی و از دیدگاه یک لرزه شناس و هم از

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]



شکل ٦ - نمودار چند رکورده IDA در غالب Sdi برای مجموعه ٤٠ رکورده منتخب در این مقاله

جنبه مهندسی و از دیدگاه یک مهندس سازه نگاه کرد.

دیدگاه لرزه شناسان و مهندسان مخالف استفاده از رکوردهای مقیاس شده معمولا بر پایه تفاوت های خصوصیات حرکات زمین برای زلزله هایی با بزرگی و فاصله مختلف، خصوصیات مختلف منبع و مسیر طی شده توسط موج زلزله و همچنین خصوصیات محل سازه مورد بررسی می باشد. طیف پاسخ الاستیک یک رکورد بستگی مستقیمی به این خصوصیات ذکر شده دارد و با تغییر این خصوصیات از زلزله ای به زلزله ای دیگر شکل طیف پاسخ تغییر می کند. بنابراین، استفاده از طیفی با شکل ثابت و مقیاس کردن آن به سطوح شدت مختلف جهت در نظر گرفتن پارامترهای مختلف رکورد مخصوصا افزایش بزرگی آن از نظر مفهومی قابل توجیح نیست. بر اساس نتایج تحقیقات مختلف [۲۸] و همچنین با استفاده از نتایج روابط تضعیف مختلف به عنوان نمونه [۲۹] می توان اینطور نتیجه گیری کرد که با افزایش بزرگی –در حالتی که دیگر خصوصیات زمین لرزه از جمله فاصله تا منبع، نوع خاک محل و مکانیزم منبع زلزله ثابت باقی بماند– پارامترهای مختلف حرکت شدید زمین از جمله ماکسیمم شتاب حرکت زمین و متناظر با آن دامنه طیف پاسخ در پریودهای مختلف افزایش می یابد.

تحقیقی توسط Mohraz [۳۰] نشان داد که با افزایش بزرگی شکل طیف پاسخ به طور قابل ملاحضه ای تغییر می یابد و اثر این پارامتر باید در طیف پاسخ لحاظ شود. با استفاده از روابط تضعیف نیز می توان نشان داد که با افزایش بزرگی دامنه طیف پاسخ در پریودهای طولانی بیشتر از دامنه طیف در پریودهای کوتاه افزایش می یابد و این به منزله تغییر شکل طیف پاسخ می باشد. همچنین دوره حرکت زمین نیز به عنوان پارامتر موثری در وقوع خرابی تجمیع شونده و وقوع کاهش مقاومت و سختی در پاسخ ژئوتکنیکی و سازه ای شناخته شده است. Housner [۳۱] و Donovan [۳۲] نشان دادند که با افزایش بزرگی زلزله دوره حرکت زمین تقریبا به صورت خطی افزایش می یابد. با این وجود نتایج تحقیق دیگری توسط Novikova و Trifunac [۳۳] نشان داد که با افزایش بزرگی دوره برای موجک هایی با پریودهای بزرگتر از ۴ ثانیه رکورد حرکت زمین ثابت باقی می ماند و برای پریودهای کوچکتر به طور نمایی افزایش می یابد. این یافته شاید به این مفهوم باشد افزایش دوره تاثیر به سزایی بر روی پاسخ سازه های با پریود بالا همانند سازه مورد بررسی ما در محدوده غیر خطی شدید نداشته باشد. از طرف دیگر، نتایج تحقیقی دیگر توسط Peng و همکاران [۳۴] نشان داد که دوره

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]

طولانی حرکت زمین پاسخ در محدوده پریودهای متوسط و بالا را افزایش می دهد. از جنبه دیگر، در مورد سازه هایی نظیرسازه مورد بررسی ما در صورتی که رکوردی در سطحی از شدت باشد که منجر به کمانش مهاربند ها شود، طولانی تر بودن دوره اثر بسیاری برروی پاسخ سازه بعد از وقوع کمانش خواهد داشت. بنابراین، در صورتی که رکوردها بدون تغییر در دوره حرکت آنها مقیاس شوند منجر به افزایش عدم قطعیت در نتایج خواهد شد. متاسفانه در حال حاظر روش کارامدی که اثر تغییر دوره را در رکوردهای مقیاس شده در آنالیز دینامیکی افزایشی درنظر بگیرد پیشنهاد نشده است. یکی دیگر از مولفه های تاثیر گذار در تعیین مشخصه های حرکت زمین، نوع خاک محل قرارگیری سازه می باشد. بر اساس مطالعات Idriss [۳۵] در شتاب های اوج کمتر از g ۰/۱، شتاب اوج زمین در خاک های نرم چند برابر سنگ می باشد. در شتاب سنگ بزرگتر از g ۰/۱ تا شتاب سنگ حدودا g ۰/۴، مقدار شتاب اوج زمین در سنگ برابر مقدار متناظر آن در خاک می شود. در شتاب های بزرگتر از این مقدار، شتاب اوج زمین در سنگ به مقدار کمتری در خاک تشدید می شود و حتی در مواردی از جمله خاک های روان گرا و خاک های رسی نرم مقدار شتاب اوج کاهش می یابد. علت این پدیده با توجه به وقوع پاسخ های ناکشسان بسیار شدید در محدوده شتاب های اوج زمین بالا قابل تفسیر است و در صورتی که زمین لرزه به قدری قوی باشد که خاک به مقاومت برشی نهایی خود برسد حتی شتاب های اوج دچار تضعیف می شوند. وقوع پاسخ های ناکشسان محتوای فرکانسی زمین لرزه را نیز تا حد چشمگیری تغییر می دهد و دامنه پریودهای طولانی تر طیف پاسخ را افزایش می دهد. با توجه به این که در این مقاله حرکات زمین ابتدا به سنگ بستر اعمال و سپس پاسخ لایه های خاک محاسبه می شوند اثر تغییر محتوای فرکانسی و مولفه های اوج حرکت زمین به طور دقیقی در آنالیز دینامیکی افزایشی در نظر گرفته می شوند.

در حالی که موارد مطرح شده در بالا در خصوص کاستی های مقیاس نمودن حرکات زمین فقط از طریق ضرب نمودن دامنه آنها در اعداد مقیاس ثابت در تمامی محدوده های پریودی طیف پاسخ، بر پایه اطلاعات کاملا منطبق با واقعیت در حوزه علم لرزه شناسی می باشد، مساله برای مهندسان از زاویه دید متفاوتی مطرح است. از دیدگاه مهندسان در مورد رکورد های مقیاس شده این سوال اساسی مهم می باشد که آیا پاسخ سازه ای در برابر رکوردهای مقیاس شده به یک سطح مشخص اندازه شدت منطبق با پاسخ سازه ای در برابر رکوردهای واقعی ثبت شده در آن اندازه شدت می باشد یا خیر. در صورتیکه نشان داده شود که رکوردهای مقیاس شده پاسخ های برابر با رکوردهای واقعی در آن اندازه شدت تولید می کنند، بنابراین می توان نتیجه گیری کرد که مقیاس کردن رکوردها و همچنین رکوردهای انتخاب شده برای آنالیز معتبر می باشند. این دیدگاه عملگرایانه در کارهای محققانی از جمله Abrahamson و Watson-Lamprey [۳۶] و Luco و Bazzurro [۳۷] و Baker [۳۸] مطرح شده است. کارهای اولیه در مورد اعتبار روش مقیاس کردن رکوردها Shome و همکاران [۳۹] و Iervolino و Cornell[۴۰] نشان داد که این روش نتنها مشروع می باشد بلکه ابزار بسیار مناسبی در اختیار مهندسان برای تخمین عملکرد لرزه ای سازه ها قرار می دهد. البته لازم به ذکر است که در کارهای اشاره شده [۳۹]،[۴۰] مجموعه رکوردها به سطح شدت میانه آن مجموعه رکورد یا مجموعه رکورد دیگر مقیاس شده بود و سپس میانه نتایج آنالیز دینامیکی رکوردهای مقیاس شده با میانه نتایج آنالیز دینامیکی رکوردهای طبیعی مقایسه شده بود. این در حالی است که معمولا در براورده نمودن اهداف طراحی بر اساس عملکرد ما بر آن هستیم که مجموعه ای از رکورد ها را به یک سطح معین اندازه شدت که متناظر با یک سطح خطر لرزه ای مشخصی می باشد (به عنوان نمونه احتمال ۲ درصد تجاوز در ۵۰ سال) مقیاس کنیم. Luco و Bazzurro [۳۷] و Baker [۳۸] نشان دادند که در

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]

صورتی که رکوردهای انتخابی بدون توجه به پارامتر اپسیلون که نماینده ای از شکل طیف پاسخ می باشد انتخاب شوند، در صورت مقیاس به یک سطح دلخواه اندازه شدت متناظر با سطح خطر لرزه ای، منجر به انحراف در پاسخ سازه ای نسبت به نتایج رکوردهای طبیعی می شوند. بنابراین می توان نتیجه گیری کرد که اعتبار نتایج آنالیز دینامیکی افزایشی بستگی مستقیمی به رکوردهای انتخابی خواهد داشت.

در تمامی کارهای اشاره شده در بالا [۳۶]،[۳۷]،[۳۸]،[۳۹]،[۴۰] اندازه شدت در نظر گرفته شده جهت مقیاس کردن رکوردها، پاسخ شتاب طیفی سازه خطی یک درجه آزادی در پریود مود اول سازه یا $S_a(T_1,5\%)$ می باشد. علاوه بر کارایی اندازه شدت، معیار دیگری به نام "کفایت اندازه شدت" جهت انتخاب اندازه شدت مطلوب می باشد. اندازه شدت با کفایت اندازه شدتی می باشد که نتایج آنالیز دینامیکی در هر سطح دلخواه از آن اندازه شدت به پارامترهای دیگر حرکت زمین از جمله بزرگی زلزله، فاصله سایت از منبع زلزله و همچنین اپسیلون حرکت زمین بستگی نداشته باشد. این به این معنی است هر مجموعه رکورد انتخابی دلخواه منجر به نتایج یکسان سازه ای در یک سطح مشخص اندازه شدت شود. همچنین Tothong و Cornell [۸] برای اولین بار معیاری به نام "توانمندی مقیاس[۱۳]" را معرفی کردند که مفهوم آن اینست که اندازه شدت توانمند از جنبه مقیاس آن است که نتایج پاسخ دینامیکی سازه ای در هر سطح شدت به مقیاس آن رکورد در آن اندازه شدت بستگی احتمالاتی نداشته باشد. در صورتی که اندازه شدتی توانمند از جنبه مقیاس باشد می توان از آن برای ارائه نمودارهای Ida و محاسبه آنالیز نیاز لرزه ای احتمالاتی استفاده کرد. اینکه در کارهای Luco و Bazzurro [۳۷] و Baker [۳۸] نتایج آنالیز غیرخطی سازه ای رکوردهای مقیاس شده منجر به انحراف در نتایج شده است به دلیل عدم کفایت و توانمندی مقیاس $S_a(T_1,5\%)$ می باشد. لازم به ذکر است که کفایت و توانمندی مقیاس اندازه شدت اسکالر پیشرفته تغییر مکان طیفی غیر الاستیک مورد بحث در این مقاله در مقابل این پارامترها در مورد سازه جکت مدلسازی شده در مرجع [۲۶] بررسی شده است و در مقالات بعدی مولفان به طور جداگانه بحث خواهد شد.

نکته آخری که باید به آن اشاره شود اینست که در کارهای محققان قبلی تفاوتی بین رکوردهای حوزه نزدیک دارای پالس سرعت و حوزه دور جهت انجام آنالیز دینامیکی افزایشی در نظر گرفته نشده است و در صورتی که کارایی، کفایت و توانمندی مقیاس یک اندازه شدت برای رکوردهای حوزه نزدیک و سازه مورد بررسی ارزیابی شود، می توان از روش Ida برای این رکوردها استفاده کرد. به عنوان نمونه مشابه تحقیق حاضر، Yahyaabadi و Tehranizadeh [۴۱] از طریق انجام آنالیز دینامیکی افزایشی برای ۵ سازه ساختمانی در برابر رکوردهای حوزه نزدیک دارای پالس سرعت یک اندازه شدت کارامد که پراکندگی پاسخ های سازه ای را کاهش دهد پیشنهاد دادند. آنالیز دینامیکی افزایشی اخیرا در کارهای Champion و Liel [۴۲] و Sehhati و همکاران [۴۳] و Tothong و Cornell [۸] برای رکوردهای حوزه نزدیک دارای پالس سرعت استفاده شده است.

۱۱ - نتیجه گیری

در این مقاله تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی بر روی یک نمونه سکوی دریایی با در نظر گرفتن اندرکنش شمع-خاک-سازه، رفتار کمانشی و پس کمانشی اعضای مهاربند و اثرات خستگی کم چرخه مصالح انجام شد. در بخشی از مقاله، اطلاعات مختصری راجع به رکوردهای انتخاب شده برای انجام آنالیز دینامیکی ارائه شد. سپس سکوی دریایی مورد مطالعه معرفی شد و در ادامه فرضیات مدل عددی سکوی دریایی نمونه برای انجام تحلیل IDA نیز معرفی شد. نهایتا به ارائه نمودارهای IDA چند رکورده در غالب اندازه شدت های تغییر مکان طیفی الاستیک و اندازه شدت تغییر مکان طیفی غیر الاستیک پرداخته شد و پراکندگی آنها در محدوده ناپایداری دینامیکی کلی نمودارهای IDA محاسبه

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]

شد. با توجه به پراکندگی های محاسبه شده برای نمودارهای IDA در غالب دو اندازه شدت بررسی شده، اینطور می شود نتیجه گیری کرد که اندازه شدت پیشرفته تغییر مکان طیفی غیر الاستیک Sdi کاراترین IM برای سکوی نمونه فوق می باشد. علت این امر می تواند در رفتار غیر خطی سازه سکوی نفتی و نمودار رفتاری دقیق تر سازه یک درجه آزادی به کار گرفته شده جهت محاسبه Sdi (سختی دو خطی) باشد. البته روش به کار گرفته شده در تعین dy این سازه یک درجه آزادی نیز با توجه به این حقیقت که معمولا سختی در نزدیکی واژگونی سازه بسیار کمتر از سختی الاستیک سازه ها می باشند نیز نقش شایانی در بهبود کارایی این IM ایفا می کند.

۱۲ –کلید واژگان

1 - Performance Based Earthquake Engineering
2- Probabilistic Seismic Hazard Analysis
3- Probabilistic Seismic Demand Analysis
4 - Engineering Demand Parameter
5 - Incremental Dynamic Analysis
6 - Inelastic spectral displacement
7 - Complementary cumulative distribution function
8 - Efficiency of Intensity Measure
9 - Strike Normal
10 - Free Field Site Response Analysis
11 - Pressure Dependent Multiyield Material
12 - Pressure Independent Multiyield Material
13 - Scaling Robustness

۱۳ - مراجع

1-Krawinkler, H., (2000), Advancing Performance-Based Earthquake Engineering, EERC Library, Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, University of California, Berkeley.
2-Nehrp, (2008), The Pacific Earthquake Engineering Research Center: A Decade of Achievement, Seismic Waves, National Earthquake Hazards Reduction Program.
3-Cornell, C. A., and Krawinkler, H., (2000), Progress and challenges in seismic performance assessment, PEER Center News, 3 (2).
4-Moehle, J., and Deierlein, G. G., (2004), A Framework Methodology For Performance-Based Earthquake Engineering, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.
5-Krawinkler, H., and Miranda, E., (2004), Performance-Based Earthquake Engineering, Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, CRC PRESS.
6-Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A., (2002), Incremental dynamic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics,V. 31, p:491–514.
7-Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A., (2002), Seismic performance, capacity and reliability of structures as seen through incremental dynamic analysis, Report No. RMS-46, RMS Program, Stanford University, Stanford.
8-Tothong, P., and Cornell, C. Allin, (2007), Probabilistic seismic demand analysis using advanced ground motion intensity measures, attenuation relationships, and near-fault effects, Phd Thesis, Stanford University, California.
9-Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M., and Fenves, G., (2007), Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) - OpenSEES Command Language Manual, University of California, Berkeley, 1th July.
10-Deierlein, G. G., (2004), Overview of a comprehensive framework for earthquake performance assessment, International Workshop on Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation, Bled, Slovenia.
11-Jalayer, F., (2003), Direct probabilistic seismic analysis: Implementing non-linear dynamic assessments, Stanford University, Ph.D. Thesis, Stanford, CA, 244 pages.
12-McGuire, R. K., (2004), Seismic hazard and risk analysis, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, 240 pages.
13-Kramer, S. L., (1996), Geotechnical earthquake engineering, Prentice Hall, Upper Saddle River,N.J., 653 pages.
14-Benjamin, J. R., and Cornell, C. A., (1970), Probability, statistics, and decision

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]

for civil engineers, McGraw Hill, Inc. New York, 684 pages.
15-Baker, J. W., Shrey, K. Shahi, and Nirmal, Jayaram, (2011), New Ground Motion Selection Procedures and Selected Motions for the PEER Transportation Research Program , PEER Report, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
16-API Recommended Practice 2A-WSD (RP 2A-WSD) for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms (ART Code), American Petroleum Institute-twenty-first Edition, (2000).
17-De Souza, R., (2000), Forced-based finite element for large displacement inelastic analysis of frames, Ph.D. dissertation. California: Univ. of California.
18-Menegotto, M. Pinto P., (1973), Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frame including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending, Proceeding, IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads.
19-Asgarian, B., Aghakouchak, A. A., and Bea, R. G., (2005), Inelastic Postbuckling and Cyclic Behavior of Tubular Braces, ASME J. Offshore Mech. Arct. Eng., 127, p:256–262.
20-Asgarian, B., Aghakouchack, A. A., and Bea, R. G., (2006), Non-linear analysis of jacket type offshore platforms using fiber elements, ASME Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering, 128, p:224–32.
21-Honarvar, M. R., Bahari M. R., Asgarian B., Alanjari P., (2008), Cyclic inelastic behavior and analytical modeling of pileleg interaction in jacket type offshore platform, Journal of Applied Ocean Research.
22-Uriz, P., and Mahin, S.A., (2008), Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures Pacific earthquake engineering research center, University of California, Berkeley.
23-Boulanger, R.W., (2003), The Pysimple1 Material. http://OpenSees.berkeley.edu.
24-Assareh, M. A., and Asgarian, B., (2008), Nonlinear Behavior of Single Piles in Jacket Type Offshore Platforms Using Incremental Dynamic Analysis, American Journal of Applied Sciences, 5 (12), p:1793-1803.
25-Zarrin, M., Asgarian, B., and Foulad, R., (2013), Parametric Study on Seismic Pile Response Analysis in Soft Clay and Dense Liquefying Sand, In preparation.
26- Zarrin, M., (2011), Introducing an Efficient and Sufficient Intensity Measure for Probabilistic Seismic Demand Analysis of Jacket Type Offshore Platforms and Evaluating Pulse-Like Near Field Ground Motion Effects, Msc theses, K.N.Toosi University of Technology (In Persian).
27-Asgarian, B., Aghakouchak, A. A., Alanjari, P. and Assareh, M. A., (2008), Incremental Dynamic Analysis of Jacket Type Offshore Platforms Considering Soil-Pile Interaction, The 14th World Conf. on Earthquake Engineering, Beijing, China.
28-Naeim, F., (2001), The seismic design handbook, Springer Publication Book, 2nd edition, 848 pages.
29-Campbell, K., W., Bozorgnia, Y., (2008), NGA Ground Motion Model for the Geometric Mean Horizontal Component of PGA, PGV, PGD and 5% Damped Linear Elastic Response Spectra for Periods Ranging from0.01 to 10 s, Earthquake Spectra, 24(1), p:139-171.
30-Mohraz, B., (1978), Influences of the Magnitude of the Earthquake and the Duration of Strong Motion on Earthquake Response Spectra, Proc. Central Am. Conf. on Earthquake Eng., San Salvador, El Salvador.
31-Housner, G. W., (1965), Intensity of Earthquake Ground Shaking Near the Causative Fault, Proc. 3rd. World Conf. Earthquake Eng., New Zealand, Vol. 1, III, p:94-115.
32-Donovan, N. C., (1973), Earthquake Hazards for Buildings, Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, Building Research Services 46, p:82-111.
33-Novikova, E. I., and Trifunac, M. D., (1994), Duration of Strong Motion in Terms of Earthquake Magnitude, Epicentral Distance, Site Conditions and Site

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]

Geometry, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, p:1023-1043.
34-Peng, M. H., Elghadamsi, F. E., and Mohraz, B., (1989), A Simplified Procedure for Constructing Probabilistic Response Spectra, Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 2, p:393-408.
35-Idriss, I. M., (1990), Influence of Local Site Conditions on Earthquake Ground Motions, Proc. 4th U.S. Nat. Conf. Earthquake Engineering, Palm Springs, California, Vol. 1, p:55-57.
36-Watson-Lamprey, J., and Abrahamson, N.A., (2006), Selection of Ground Motion Time Series and Limits on Scaling, Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 26 (5), p:477-482.
37-Luco, N., Bazzurro, P., (2005), Effects of Earthquake Record Scaling on Nonlinear Structural Response, PEER Lifelines Program. Report on PEER-LL Program Task 1G00 Addendum (Sub-task 1 of 3), 64 pages.
38-Baker, J. W., (2008), Measuring Bias in Structural Response Caused by Ground Motion Scaling, 8Th Pacific Conference on Earthquake Engineering, p:56-64.
39-Shome, N., Cornell C.A., Bazzurro P., Carballo, J.E., (1998), Earthquakes, Records, and Nonlinear Responses, Earthquake Spectra. Vol. 14 (3): 469-500.
40-Iervolino, I., and Cornell, C.A., (2005), Record Selection for Nonlinear Seismic Analysis of Structures, Earthquake Spectra. Vol. 21 (3), p:685-713.
41-Yahyaabadi, A., and Tehranizadeh, M., (2011), New Scalar Intensity Measure For Near-Fault Ground Motions Based On The Optimal Combination Of Spectral Responses, Scientia Iranica: Transactions A: Civil Engineering, 18 (6), p:1149–1158.
42-Champion, C., and Liel, A., (2012), The effect of near-fault directivity on building seismic collapse risk, Earthquake Engineering And Structural Dynamics, DOI: 10.1002/eqe.1188.
43-Sehhati, R., Rodriguez-Marek, A., ElGawad, M., and Cofer, W. F., (2011), Effects Of Near-Fault Ground Motions And Equivalent Pulses On Multi-Story Structures, Engineering Structures, Vol:33, 779.

[Downloaded from marine-eng.ir on 2026-11-01]
[DOR: 20.1001.1.17357608.1391.8.16.3.6]